

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

大久保禎二¹・田中賢太²・渡邊誠晶³・好竹亮介⁴

¹フェロー会員 工博 愛媛大学教授 工学部環境建設工学科 (〒790-8577 松山市文京町3)

²正会員 工修 (株) 長大 構造事業部 (〒550-0013 大阪市西区新町二丁目20-6)

³正会員 工修 パシフィックコンサルタンツ (株) (〒163-0730 東京都新宿区西新宿2-7-1)

⁴正会員 工修 鉄建建設 (株) (〒791-0537 愛媛県周桑郡丹原町大字白坂丙40-1)

本論文は、免震支承を有する橋梁システムが大規模地震を受け非線形動的挙動状態にある場合の、支承、橋脚、基礎構造の最大応答水平変位に関する制約条件のもとで、建設費を最小にする各構造要素の最適な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提案している。各橋脚の免震支承、橋脚、基礎構造の非線形動的特性を代表する特性値を設計変数として考慮し、変位着目点の最大応答水平変位の設計変数に関する推定式を実験計画法により効率的に導入し、これらを用いて定式化した最適設計問題を凸近似双対法を用いて解き、各設計変数および各構造要素の断面諸元の最適値を決定している。5 径間連続桁橋の最適設計例を示し、本研究で提案した最適設計法の信頼性および効率性を明らかにしている。

Key Words : optimal design, seismic-isolation bridge system, nonlinear response analysis, experimental design method, mathematical programming method

1. 緒 言

平成7年に発生した兵庫県南部地震以後、橋梁構造物の変形性能を高める目的で地震時保有水平耐力法による耐震設計が行われるようになり、道路橋示方書¹⁾の設計思想も構造物の限界状態を考慮したものへと移行しつつある。実務設計においても、従来からの設計手法である震度法により断面諸元が決定されることが少なくなり、地震時保有水平耐力法により橋脚や支承の断面諸元が決定される場合が多くなっている。²⁾

一方、ラーメン橋、アーチ橋のようにその地震応答を1自由度系に近似できない場合や、免震支承を有する橋梁のように橋脚の非線形応答に支承の変形が大きく影響を及ぼすような場合には、エネルギー一定則に基づく地震時保有水平耐力法では動的な非線形挙動を正確に把握することができないため、非線形動的解析による照査が要求されている。³⁾ また、兵庫県南部地震以後広く用いられている地震時水平力分散支承についても、支承の変形が大きい場合、橋脚系単独の応答塑性率に基づいて地震時保有水平耐力法により地震力を求めると過小評価となる場合

があり、基礎、支承を含む全体系での塑性率に基づいて荷重低減係数を求める必要があることも指摘されている。⁴⁾

さらに、地震時保有水平耐力法による橋脚の設計においては、その地震応答を1次の固有振動モードのみを考慮して決定するという条件の下で、各橋脚を独立に考慮して設計を行っているため、一般的には橋梁システム全体としての非線形動的挙動の解析が行われない場合が多い。また橋梁全体系を対象として動的解析を行う場合でも、耐震設計の最終段階で、構造諸元が定められた橋梁の耐震性能を照査する目的で行われる場合が多い。

本研究では、上記の事項を考慮し、より適切に橋梁システムの各構造要素の最適設計を行うため、橋梁構造物の上部構造、支承、橋脚、基礎構造を互いに連成する一つの動的構造システムとして捉え、システム全体系の耐震設計モデルを設定し、各構造要素の最適な設計値を合理的、かつ効率的に決定す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動を考慮した橋梁システムの最適化に関する研究としては、これまでに庄司ら⁵⁾により高架橋全体で耐震性能を確保するために各構

造要素に配分すべき損傷量の算定方法が提案されている。この研究では、兵庫県南部地震で得られた高架橋の実被害データを用いて、各構造要素の最適な損傷度すなわち塑性率を決定している。また阿部・藤野⁶⁾は、橋梁構造物を線形、地震入力进行定常白色雑音入力と仮定して地震動による構造系の応答を予測し、桁間変位と各橋脚の地震応答の和を最小にする桁間ダンパーの最適な減衰比、橋脚と桁の地震応答の和を最小にする免震支承の最適な剛性と減衰比の理論式を導入している。

一方、本研究では、非線形時刻歴応答解析で得られる橋梁下部構造の各構成要素の最大応答変位に関する制約条件のもとで、橋梁システム全体の建設費を最小にする下部構造要素の最適な断面諸元を理論的に正確に、かつ能率的に決定できる実用的な最適設計法について研究を行ったものである。

このような非線形動的挙動状態にある橋梁システムの各構造要素の動的特性値の最適値は、従来から研究されている数値計画法の各種の最適化手法を直接用いることによって決定することができる。^{7)~11)}しかしながら、これらの方法では、非線形動的挙動の設計変数に関する感度係数を用いる必要があり、この感度係数の計算には多量の計算を必要とするため、特に非線形挙動を示す大規模構造物の最適設計法としては必ずしも有効な方法とはならない。

ところで、このような非線形挙動状態にある構造システムの最適設計法に関して、その非線形挙動の設計変数に関する超応答曲面を、実験計画法の手法により、わずかの非線形解析結果を用いて導入し、その超応答曲面を用いて構造システムの最適設計問題を定式化し、最適解を効率的に決定する方法が白鳥^{12), 13)}により提案されている。本研究では、この実験計画法による応答曲面の推定法を用いて、大規模地震による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を導入し、変位の着目点における水平変位に関する制約条件を定式化している。また最適設計問題の定式化においては、各構造要素の諸元を直接設計変数として考慮せず、各構造要素の非線形履歴特性を特定できる特性値を設計変数として考慮し、目的関数および制約条件をその関数として表現することにより、最適設計問題の定式化をきわめて単純化できるとともに、効率的に最適解が得られることを明らかにしている。

数値計算例として、免震支承を有する5径間連続鋼鈑桁橋の最適耐震設計を行った結果を示し、本論文で提案した最適設計法の信頼性および効率性を明らかにしている。

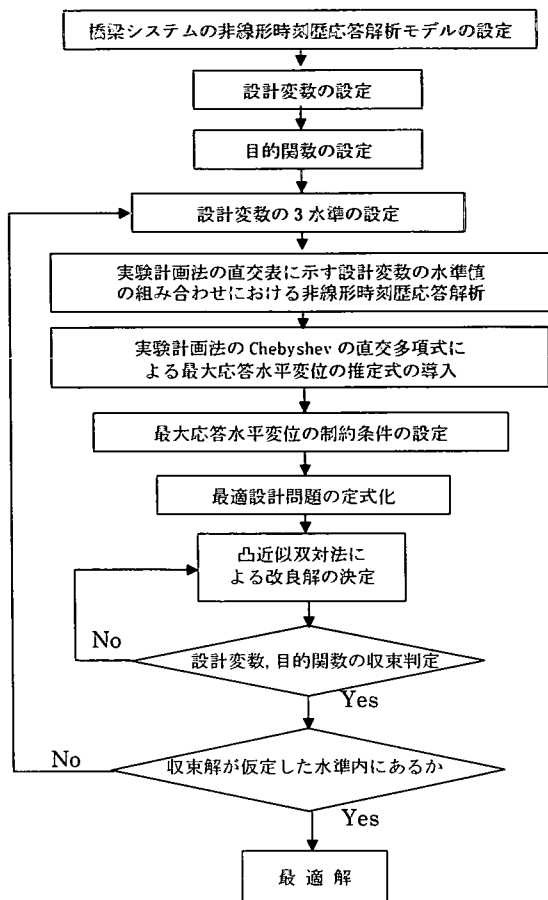


図-1 最適設計法の最適化過程

2. 最適設計法の概要

本研究で提案している免震橋梁システムの最適設計法では、橋梁システムが大規模な地震を受け非線形動的挙動状態にある場合の、免震支承、橋脚および基礎構造の最大応答水平変位に関する制約条件のもとで建設費を最小にする構造要素の最適な断面諸元を決定する問題を対象としている。

この最適設計問題を解くため、まず対象としている免震橋梁システムの上部構造、免震支承、橋脚および基礎構造など全ての構造要素の線形・非線形動的特性を連成して考慮し非線形時刻歴応答解析モデルを設定するとともに、各構造要素の非線形動的特性を特定できる特性値を橋梁システムの最適化のための設計変数として設定する。

次に、実験計画法の直交表にもとづき各設計変数の3水準値の組み合わせについて非線形時刻歴応答解析を行い、Chebyshevの直交多項式により、支承、

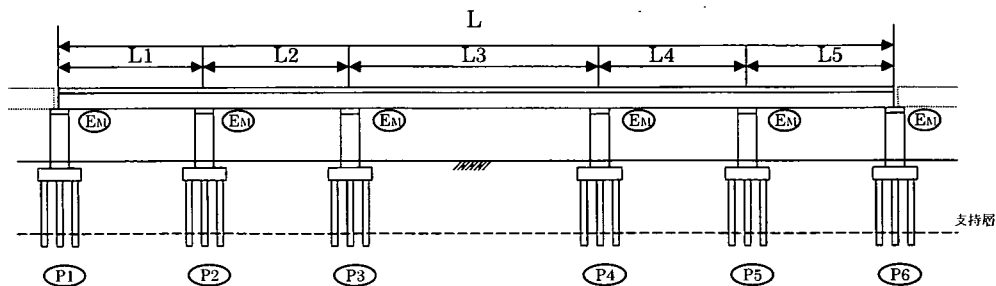
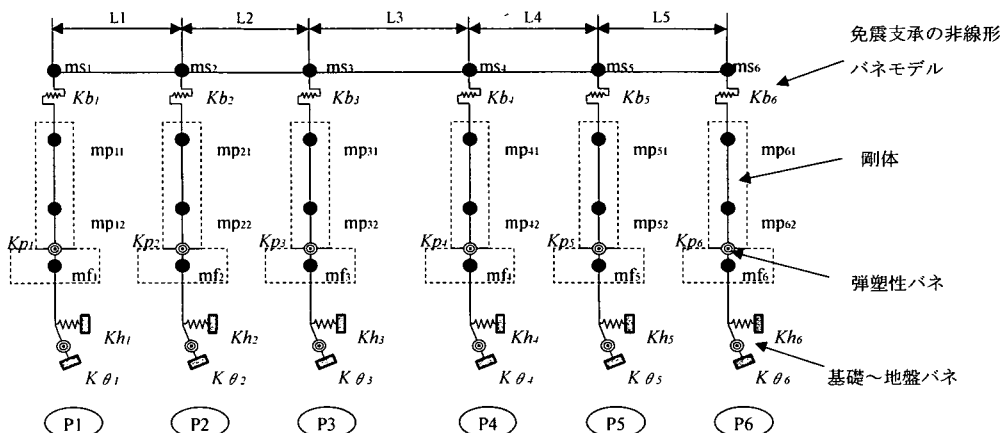


図-2 免震橋梁システム



上部構造の減衰定数 $hs = 0.02$ 橋脚の減衰定数 $hp = 0.02$ 基礎構造の減衰定数 $hf = 0.1$

図-3 非線形動的解析モデル

橋脚および基礎構造の最大応答水平変位の推定式を設計変数の関数として導入する。また建設費の算定式を設計変数の関数として導入する。このようにして求めた各構造要素の最大応答水平変位の推定式および目的関数（建設費）を用いて、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建設費を最小にする設計変数を決定する最適設計問題を定式化する。この最適設計問題を変数分離型の凸近似設計問題に近似し、これをラグランジュ関数を用いた双対法¹⁰⁾により解き設計変数の改良解を決定する。この改良過程を設計変数および目的関数が一定値に収束するまで繰り返し最適解を決定する。また各構造要素、すなわち免震支承、橋脚および基礎構造の最適な断面諸元は、各設計変数の最適値より容易に決定することができる。

なお、上記の設計変数の改良過程で得られた改良値あるいは最適解が設定した3水準値の範囲を大きく外れる場合には、改良解あるいは最適解を中央値とする新たな設計変数の3水準値を設定し最大応答水平変位の応答曲面の推定式を求め直すことにより、

正確に設計変数の最適値を決定することができる。

以上述べた最適設計法の最適化過程を図-1に示す。

3. 橋梁システムの動的解析モデルの設定および非線形時刻歴応答解析

(1) 動的解析モデルの設定

本研究では、具体的な橋梁システムの例として図-2に示すような各橋脚に免震支承を有する連続桁橋を考慮している。

この橋梁システムの橋軸方向の地震動に対する動的応答の解析モデルを図-3のように設定する。ここに、 ms_k 、 mp_{ij} 、 mf_i は、それぞれ上部構造の橋軸方向質量、橋脚 i の橋軸方向質量、フーチングの橋軸方向質量（ $\propto$ 回転質量）である。 Kb_i 、 Kpi 、 Khi および $K\theta_i$ は、それぞれ橋脚 i の免震支承の非線形せん断バネ定数、橋脚 i の非線形曲げ剛性、橋脚 i の基礎-地盤の水平バネ定数および回転バネ定数である。ここで Kb_i は免震支承の履歴特性が図-4

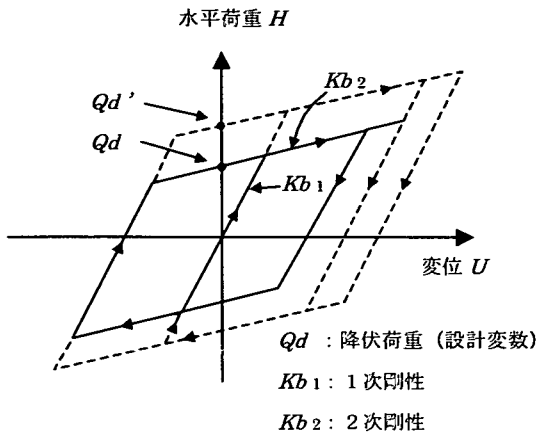


図-4 免震支承のバイリニアモデル

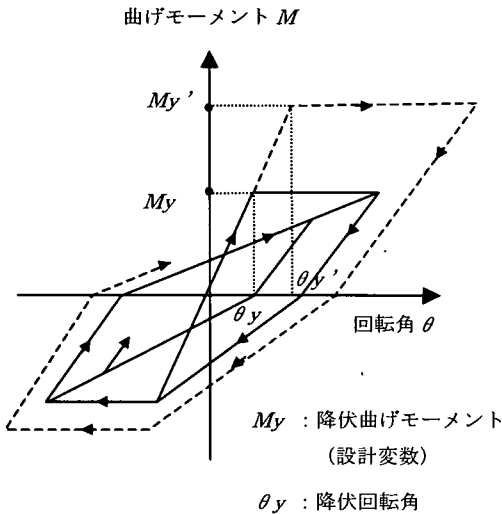


図-5 鉄筋コンクリート橋脚の剛性低下型バイリニアモデル

に示すバイリニア型モデルで近似できるものとし、このモデルを用いて算出するものとした。Kpi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は図-5に示す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 Khi および $K\theta i$ は、大規模地震によっても基礎構造の挙動は弾性限度内に留めるという設計思想にもとづき、地盤の塑性化のみを考慮した線形バネ定数1個により表されるものとした。

hs , hp , hf は、それぞれ上部構造の水平振動に対する減衰定数、橋脚の水平振動に対する減衰定数および基礎構造の水平と回転振動に対する減衰定数である。本研究では、上部構造の減衰定数は弾性域における減衰を考慮して $hs = 0.02$ とした。¹⁾ また橋脚の減衰定数も非線形履歴モデルを用いているため道路橋示方書¹⁾により $hp = 0.02$ と仮定した。基礎構造の減衰定数は逸散減衰を考慮して $hf = 0.1$ と仮定した。¹⁾

(2) 運動方程式および減衰定数

(1)で述べた多自由度系離散化解析モデルが大規模地震を受けて振動状態にある場合、任意の時刻における運動方程式は次式で表される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{F} \quad (1)$$

ここに、

- $\mathbf{M}$: 質量行列
- $\mathbf{C}$: 減衰行列
- $\mathbf{K}$: 剛性行列
- $\mathbf{u}$: 変位ベクトル
- $\dot{\mathbf{u}}$: 速度ベクトル
- $\ddot{\mathbf{u}}$: 加速度ベクトル
- $\mathbf{F}$: 荷重ベクトル

式(1)を用いて直接積分法による応答解析を行う場合、構造全体の減衰行列 $\mathbf{C}$ を作成する必要があるが、本研究では、一般的に用いられているRayleigh減衰を用いている。Rayleigh減衰は、剛性行列 $\mathbf{K}$ に比例するパラメータ a と、質量行列 $\mathbf{M}$ に比例するパラメータ b により次式で定義される。

$$\mathbf{C} = a\mathbf{K} + b\mathbf{M} \quad (2)$$

ここで、係数 a と b は初期剛性を用いて計算したひずみエネルギー比例型のモード減衰から、主要なモードの振動数 f_1 , f_2 および減衰定数 h_1 , h_2 を選んで求めている。本研究では、固有値解析を行った結果から、主要なモードとして橋軸方向の1次モードと3次モードを選んだ。これらのモードは、橋脚が水平に曲げ変形し、上部構造が水平に剛体変位するモードである。

(3) 数値積分法

本研究では、式(1)の運動方程式をNewmark- β 法を用いて解いている。ここで、 $\beta = 1/4$ とし、積分時間間隔は0.01秒、収束誤差は0.0001以下としている。

4. 最適設計のための設計変数の設定

(1) 免震支承の非線形履歴特性と設計変数 Q_d の設定

現在、免震支承のパネ定数を設計する方法として、一般的に等価線形化法による設計が行われている。¹⁵⁾ すなわち、まず目標とする橋梁の固有周期を満足する免震支承の設計変位を仮定し、等価剛性および等価減衰定数を算出し、地震動による最大応答変位を計算する。この最大応答変位が仮定した免震支承の設計変位と一致するように繰り返し計算を行うことにより、パネ定数が決定される。しかし、本研究では非線形時刻歴応答解析結果を用いて最適化を行うため、免震支承の非線形履歴特性をそのまま考慮することとする。

図-4 は免震支承の履歴特性をバイリニアモデルで近似した水平荷重 H と水平変位 U の関係を示したものであり、非線形時刻歴応答解析で一般的に用いられているものである。この免震支承の動的特性を代表的な特性値で定義しようとする場合、いくつかの特性値を選ぶことが可能であるが、エネルギー吸収量を支配するパラメータとしては、降伏荷重 Q_d および 2 次剛性 Kb_2 が重要となる。ここで、実際の免震橋梁に使われている鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB) では、支承の 1 次剛性 Kb_1 は上部構造からの鉛直荷重の大きさによりほぼ決定することができ、その 1 次剛性 Kb_1 と 2 次剛性 Kb_2 の比は 6.5 となること、および Q_d により使用する鉛量が決定できるため Q_d に対応する製作費の算出も容易となることから、本研究では免震支承の降伏荷重 Q_d を代表的な特性値として考慮し、これを設計変数として考慮することとした。したがって、以後の非線形時刻歴応答解析においては、 Q_d の値を与えれば必然的にそれに対応する図-4 のバイリニアモデルを定義したこととなる。

(2) 橋脚の非線形履歴特性と設計変数 M_y の設定

鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴特性は、その基部に主たる塑性ヒンジが生じる場合を想定し、塑性ヒンジ区間で非線形履歴特性を代表させることとした。この鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴特性としては、非線形時刻歴応答解析で一般的に用いられている図-5 の剛性低下型の Takeda モデルを用いることとした。この橋脚の動的特性を代表的なパラメータで定義しようとする場合、免震支承の場合と同様に、エネルギー吸収量を支配するパラメータとして降伏曲げモーメント M_y が重要な要素となる。ここで M_y および履歴挙動は橋脚の断面形状、鉄筋

量および配筋方法によって異なるが、本研究では設計の初期検討段階で施工条件や景観などの観点から橋脚の基本断面寸法が決定されている場合を想定し、断面形状寸法は一定値で与え、主鉄筋量を変化させることにより M_y および非線形履歴挙動が支配されるものとした。断面形状が一定のもとでは、鉄筋量によって降伏曲げモーメント M_y および降伏時の回転角 θ_y は変化するが、 M_y と θ_y は 1 対 1 対応となるため、 M_y を与えることにより非線形挙動を定義することができ、それに対応する建設費も M_y の関数として明確に表現することができる。このような理由から、本研究では、橋脚の非線形挙動および目的関数値を定義する特性値として降伏曲げモーメント M_y を選び、これを橋脚の設計変数として考慮することとした。

(3) 基礎-地盤系の動的パネ定数と設計変数 K_h の設定

基礎-地盤系の動的パネ定数は、架橋地の地盤条件と基礎の形状によって決定される。非線形時刻歴応答解析のモデルとしては、基礎本体の非線形履歴特性および地盤の非線形履歴特性を直接用いて解析することも可能であるが、¹⁶⁾ 本研究では 3. で述べたように基礎構造には塑性化が生じないと仮定し、地盤の塑性化のみを考慮した線形パネモデルで表現することとした。線形パネ定数は、動的挙動を考慮したパネ定数であり、フーチング下面で等価な変位を与える水平パネおよび回転パネとして与えている。

ここで水平および回転パネ定数は、杭の配置および杭の形状によって大きく変化するが、本研究では、橋軸直角方向の杭列数は一定とし、着目している橋軸方向の杭列数を一般的な設計方法を参考として最小間隔 2.5ϕ (ϕ : 杭径) で変化させることにより、上記二つのパネ定数は 1 対 1 対応となると仮定している。このような条件においては、水平パネ定数が求まれば回転パネ定数もその従属関数として一義的に決定することができ、水平パネ定数 K_h に対して建設費が最小となる杭径を決定すればよいこととなる。このような理由から、本研究では、杭基礎の動的挙動および目的関数値を定義する特性値として水平パネ定数 K_h を選び、これを杭基礎の設計変数として考慮することとした。

5. 目的関数の設定

(1) 目的関数 W の定式化

本研究では、最適設計問題の目的関数として免震支承、橋脚および基礎構造の建設費の和を考慮し、

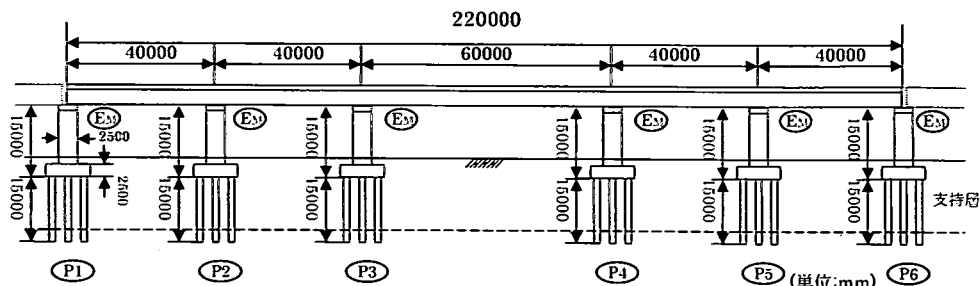


図-6(a) 設計対象とした免震橋梁システム

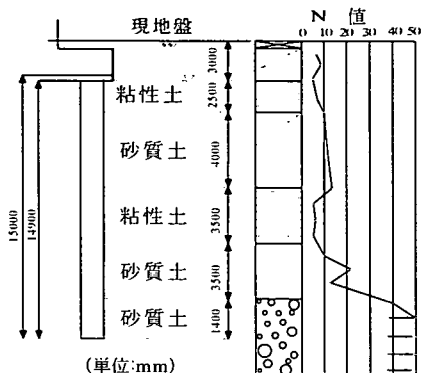


図-6(b) 地盤条件

表-1(a) 使用材料

部 材	コンクリート	鉄 筋
橋 脚	$\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$	SD295
フーチング	$\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$	SD295
杭	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	SD295

表-1(b) 各下部構造の上部構造からの鉛直荷重

下部構造	死荷重 R_D (kN)	活荷重 R_L (kN)
P1・P6	4500	2650
P2・P5	5490	2650
P3・P4	7150	2840

※P1・P6橋脚は、かけ違い橋脚側の荷重も含む。

これを最小とする設計変数の値を決定する最適設計問題を対象としている。4. の設計変数の設定で述べたごとく、橋脚 i の免震支承の建設費 W_{bi} は Q_{di} の関数、橋脚 i の建設費 W_{pi} は My_i の関数、橋脚 i の基礎構造の建設費 W_{fi} は Kh_i の関数として表されるので、本研究の最適設計問題において考慮すべき目的関数 W は次式で表すことができる。

$$W = \sum_{i=1}^{np} W_{bi}(Q_{di}) + \sum_{i=1}^{np} W_{pi}(My_i) + \sum_{i=1}^{np} W_{fi}(Kh_i) \quad (3)$$

ここに、 np : 橋脚の基数
 W_{bi} : 橋脚 i の免震支承の製作費
 W_{pi} : 橋脚 i の建設費
 W_{fi} : 橋脚 i の基礎構造の建設費

以下に、本研究で設計例として考慮した図-6(a)に示す 5 径間連続鋼鈑桁橋の場合について、 W_{bi} 、 W_{pi} 、 W_{fi} と設計変数との関係式について述べる。

図-6(a)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。杭基礎の地盤条件、下部構造の使用材料および上部構造からの鉛直荷重を、それぞれ図-6(b)、表-1(a) および表-1(b) に示す。なお、図-6 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、免震支承の降伏荷重 $Q_{d1} \sim Q_{d3}$ 、橋脚の降伏曲げモーメント $My_1 \sim My_3$ 、杭のバネ定数 $Kh_1 \sim Kh_3$ の合計 9 個の特性値を設計変数として考慮している。

(2) 免震支承の降伏荷重 Q_{di} と製作費 W_{bi} の関係式の導入

本研究では、上部構造の重量は一定値としているため、地震動が作用しない場合の各橋脚に作用する鉛直荷重は一定値となる。死荷重反力 $R_{Di} = 4500\text{kN}$ ($i=1$)、 5490kN ($i=2$)、 7150kN ($i=3$) の場合の免震支承の降伏荷重 Q_{di} と製作費 W_{bi} の関係を、これまでの施工事例および文献(15)を参考に試設計を行った結果を用いてプロットすると図-7のようになる。この図から明らかなように、降伏荷重 Q_{di} と製作費 W_{bi} は、いずれの橋脚についても簡単な一次式で表

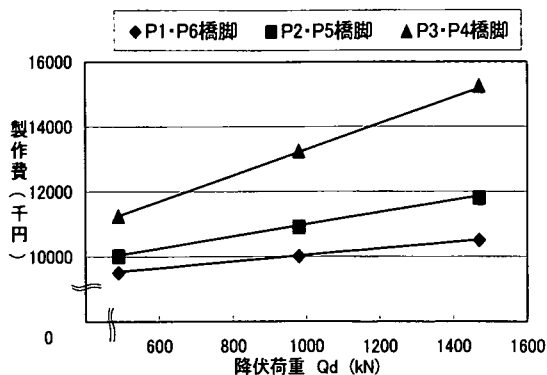


図-7 免震支承の降伏荷重 Q_d と製作費の関係

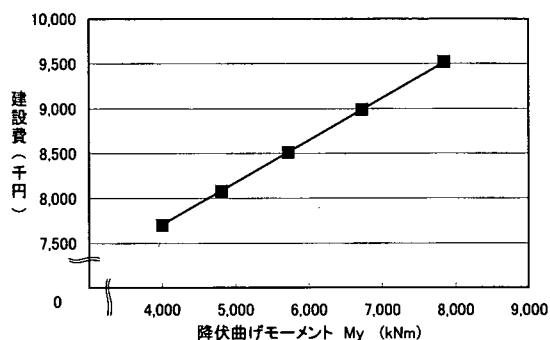


図-8 橋脚の降伏曲げモーメント M_y と建設費の関係

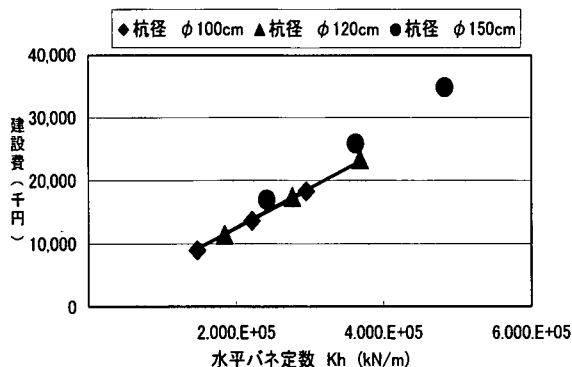


図-9 杭基礎の水平バネ定数 K_h と建設費の関係

すことができ、死荷重反力 R_{di} が増加するに伴い W_{bi} と Q_{di} の関係式の勾配も増加している。図-7に示す各橋脚 ($i=1,2,3$) の免震支承の降伏荷重 Q_{di} と製作費 W_{bi} の関係式をつぎに示す。

$$\begin{aligned} W_{bi} &= 1.02Q_{di} + 9000 \quad (\text{千円}) \quad (i=1) \\ W_{bi} &= 1.84Q_{di} + 9100 \quad (\text{千円}) \quad (i=2) \\ W_{bi} &= 4.08Q_{di} + 9250 \quad (\text{千円}) \quad (i=3) \end{aligned} \quad (4)$$

(3) 橋脚の降伏曲げモーメント M_{yi} と建設費 W_{pi} の関係式の導入

一般に上部構造からの死荷重反力 R_d 、橋脚に使用するコンクリートおよび鉄筋の材質が既知である場合、橋脚の降伏曲げモーメント M_y と建設費 W_p の関係は橋脚の断面寸法と鉄筋量により異なるが、本研究では 4. (2) 節で述べたように橋脚の断面寸法は一定値で与えられるものとしている。ただし、橋脚断面寸法をも変数として考慮する必要がある場合には、橋脚の建設費の Suboptimization の過程において、断面寸法をも変数として考慮し、設計変数と最小建設費の関係式を導入することにより、容易に断面寸法なども考慮した最適化を行うことができる。

図-8に橋軸方向の柱幅を 2.5 m、橋軸直角方向の柱幅を 5.0 m とし、橋軸方向に 2 段配筋として使用する主鉄筋の直径および本数を種々に変化させ得られる橋脚の降伏曲げモーメント M_{yi} と建設費 W_{pi} の関係を示す。この場合、横拘束筋の使用鉄筋、間隔および有効長は全て同一とし、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ている。また図-8に示す降伏曲げモーメント M_{yi} と建設費 W_{pi} の関係は、橋脚に作用する鉛直方向の力（死荷重反力 R_d ）の大きさにより異なった関係となるが、図-6に示す橋梁システムではその影響がわずかであったので、各橋脚とも図-8に示す M_{yi} と W_{pi} の関係を用いることとした。図-8に示す橋脚 i の降伏曲げモーメント M_{yi} と建設費 W_{pi} の関係式は次のように表される。

$$W_{pi} = 0.056M_{yi} + 5250 \quad (\text{千円}) \quad (i=1,2,3) \quad (5)$$

(4) 基礎—地盤系の水平バネ定数 K_{hi} と建設費 W_{fi} の関係式の導入

一般に地盤条件と杭基礎の使用材料が既知である場合、橋脚 i の基礎—地盤系の水平バネ定数 K_{hi} を算出する際に支配的な要素となるのは杭の直径および配置である。本研究では、橋軸方向の地震動に着目しているため、全ての杭基礎の橋軸直角方向の杭配列は 3 列とし、杭径と橋軸方向の杭配置を変化させ建設費との関係式を求めた。

橋梁の杭基礎に一般的に使用される直径 1000 mm、1200 mm、1500 mm の杭基礎において、橋軸方向の杭列数を最小杭間隔 2.5 ϕ で 2 列、3 列、4 列と変化した場合の水平バネ定数 K_{hi} と建設費 W_{fi} との関係を図-9に示す。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ている。この図より、いず

れの杭径においても Wfi と Khi との関係は簡単な一次式で表されること、図-6に示す橋梁システムでは、杭径1000mmと1200mmの場合の水平バネ定数 Khi と建設費 Wfi の関係はほぼ同一の一次式で表され、かつ杭径1500mmの杭基礎よりも経済的に建設できることなどが明らかとなった。これらのことを考慮して、本研究では水平バネ定数 Khi と建設費 Wfi の関係式として杭径1000mmと1200mmの場合を包括した次式に示す関係式を用いることとした。

$$Wfi = 0.0063Khi \text{ (千円)} \quad (i=1,2,3) \quad (6)$$

6. 大規模地震による非線形動的挙動の制約条件の設定

(1) 非線形動的挙動の制約条件の定式化

本研究では、図-6に示す橋梁システムの最適設計問題において、非線形時刻歴応答解析で得られる免震支承、橋脚および基礎構造の最大応答水平変位に関する制約条件を考慮している。大規模地震を受けた場合の橋脚 i の免震支承の最大応答水平変位（免震支承の水平方向の最大変形量）を δbi 、橋脚 i の最大応答水平変位（橋脚の水平方向の最大曲げ変形量）を δpi 、橋脚 i の基礎構造の最大応答水平変位（フーチング天端の水平方向の最大変位）を δfi とすると、非線形動的挙動の制約条件式は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \delta bi - \delta bai &\leq 0 \\ \delta pi - \delta pai &\leq 0 \\ \delta fi - \delta fai &\leq 0 \end{aligned} \quad (i=1,2,3) \quad (7)$$

ここに、

δbai : 橋脚 i の免震支承の許容水平変位
 δpai : 橋脚 i の許容水平変位
 δfai : 橋脚 i の基礎構造の許容水平変位

上式における非線形動的挙動の許容水平変位として、本研究では、道路橋示方書¹⁾に示されている地震時保有水平耐力法による許容変位に従い次のように決定した。

(2) 免震支承の許容水平変位 δbai

橋脚 i の免震支承の許容水平変位 δbai は、ゴム厚に許容せん断ひずみ250%を乗じて算出した。なお免震支承のゴム厚は、標準的な設計例¹⁷⁾を参考に

決定することとした。

(3) 橋脚の許容水平変位 δpai

橋脚 i の許容水平変位 δpai は、次式により算出することとした。

$$\delta pai = \mu ai \times \delta yi \quad (8)$$

ここに、 μai : 橋脚 i の許容塑性率

δyi : 橋脚 i の降伏変位

式(8)における橋脚 i の許容塑性率 μai は次式で表される。なお安全係数 α は、道路橋示方書に示されているように、免震橋梁の場合、通常の橋梁の2倍となる。

$$\mu ai = 1 + \frac{\delta ui - \delta yi}{\alpha \delta yi} \quad (9)$$

ここに、 δui : 橋脚 i の終局変位

α : 安全係数

ここで、設計変数 Myi の変化に伴い μai および δyi は変化するが、図-6に示す橋梁システムでは各橋脚の許容水平変位 $\mu ai \times \delta yi$ がほぼ一定値となったため、各橋脚の許容水平変位 δpai は設計変数 Myi の値に関係無く一定値として設定することとした。

(4) 基礎構造の許容水平変位 δfai

橋脚 i の基礎構造の許容水平変位 δfai は、基礎構造に大きな損傷や主たる非線形性を生じさせないように設定するとともに、橋梁全体の安全性も考慮して設定している。本研究では、震度法における基礎構造の許容水平変位の2倍の値を目安として δfai を設定するとともに、地震時の桁間衝突等の問題を考慮して、免震支承、橋脚および基礎構造の変位の和が50.0cm程度となるように基礎構造の許容水平変位 δfai を設定することとした。

7. 実験計画法による最大応答水平変位の推定式の導入

(1) 実験計画法の概要

実験計画法^{18), 19)}とは、システムのある特性を実験によって明らかにしたい時、その測定値を統計的に解析し、その結果を用いて実験値を精度よくシミュレーションするための一手法である。

表-2 $L_{27}(3^{13})$ 直交表

実験番号	各設計変数の水準レベル											
NO.	Qd1	Qd2	Qd3	My1	My2	My3	Kh1	Kh2	Kh3			
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			
2	1	1	1	1	2	2	2	2	2			
3	1	1	1	1	3	3	3	3	3			
4	1	2	2	2	1	1	1	2	2			
5	1	2	2	2	2	2	2	3	3			
6	1	2	2	2	3	3	3	1	1			
7	1	3	3	3	1	1	1	3	3			
8	1	3	3	3	2	2	2	1	1			
9	1	3	3	3	3	3	3	2	2			
10	2	1	2	3	1	2	3	1	2			
11	2	1	2	3	2	3	1	2	3			
12	2	1	2	3	3	1	2	3	1			
13	2	2	3	1	1	2	3	2	3			
14	2	2	3	1	2	3	1	3	1			
15	2	2	3	1	3	1	2	1	2			
16	2	3	1	2	1	2	3	3	1			
17	2	3	1	2	2	3	1	1	2			
18	2	3	1	2	3	1	2	2	3			
19	3	1	3	2	1	3	2	1	3			
20	3	1	3	2	2	1	3	2	1			
21	3	1	3	2	3	2	1	3	2			
22	3	2	1	3	1	3	2	2	1			
23	3	2	1	3	2	1	3	3	2			
24	3	2	1	3	3	2	1	1	3			
25	3	3	2	1	1	3	2	3	2			
26	3	3	2	1	2	1	3	1	3			
27	3	3	2	1	3	2	1	2	1			

注) 表中の数字は、27通りの各実験番号における各設計変数の水準レベル(1,2,3)を表している。

表-3 各設計変数の初期水準値

		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)	490	980	1470
	Qd2 (kN)	490	980	1470
	Qd3 (kN)	490	980	1470
	My1 (kNm)	40572	49000	57428
	My2 (kNm)	40572	49000	57428
	My3 (kNm)	40572	49000	57428
	Kh1 (kN/m)	1.446E+06	2.171E+06	2.896E+06
	Kh2 (kN/m)	1.446E+06	2.171E+06	2.896E+06
	Kh3 (kN/m)	1.446E+06	2.171E+06	2.896E+06

いま、実験によって得られる特性値 z が、 $x_1, x_2, \dots, x_n$ の要因(因子)によって影響を受けるものとする、 $z = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$ と表される。各要因(因子)を3つの水準(3個の異なる値)に変化させ、各因子の水準の組み合わせにおける特性値 z を実験により求め、これらの値を用いて z の推定式を決定する方法を n 因子3水準型実験という。¹⁸⁾

本研究では、免震支承の降伏荷重 $Qd1 \sim Qd3$ 、橋脚の降伏曲げモーメント $My1 \sim My3$ 、杭のバネ定数 $Kh1 \sim Kh3$ の9個の設計変数を因子として考慮し、3.で述べた非線形時刻歴応答解析法により得られ

る橋脚1, 2, 3の免震支承、橋脚、基礎構造の各最大応答水平変位 $\delta bi, \delta pi$ および δfi ($i=1,2,3$) (以下これらを $\delta i_{\max} = [\delta bi, \delta pi, \delta fi]^T$ ($i=1,2,3$) と記す。)を特性値とし、9因子3水準型実験の結果を用いて $\delta i_{\max}$ の推定式を導入した。本研究で対象としている橋梁システムでは因子の総数が9個であるので、文献18)より、表-2に示す $L_{27}(3^{13})$ 直交表における各因子の3つの水準レベル(1, 2, 3)の組み合わせ27通りについて非線形時刻歴応答解析(実験)を行い、それぞれの $\delta i_{\max}$ ($i=1,2,3$) を求め、次の式(10)に示す Chebyshev の直交多項式を用いて $\delta i_{\max}$ ($i=1,2,3$) の推定式を導入することができる。

$$y_j = b_{0j} + \sum_{k=1}^9 b_{1jk} (A_k - \bar{A}_k) + \sum_{k=1}^9 b_{2jk} \left\{ (A_k - \bar{A}_k)^2 - (a^2 - 1)h_k^2 / 12 \right\} \quad (10)$$

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

式(10)における A_k ($k=1, \dots, 9$) は9個の各因子(設計変数)であり、 $\bar{A}_k$ ($k=1, \dots, 9$) は各設計変数に設定する第2水準値、水準数 $a=3$ 、 h_k ($k=1, \dots, 9$) は各設計変数に設定する水準値の間隔である。また各次数項の係数 b_{1jk} 、 b_{2jk} ($k=1, \dots, 9$) は、表-2の直交表に示す27通りの解析(実験)値の統計的な特性値を用いて容易に求められる値である。¹⁸⁾

9因子のすべての離散的な水準の組み合わせ総数は19683個となるが、上記の統計的手法を用いることにより、わずかに27個の離散的な水準の組み合わせの解析(実験)値を用いて $\delta i_{\max}$ ($i=1,2,3$) を精度良く推定することができる。(表-4、表-7参照)

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¹⁹⁾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。

(2) 初期水準値の設定

本研究で具体的な設計例として考慮している図-6 に示す免震橋梁システムの各設計変数 $Qd_1 \sim Qd_3$, $My_1 \sim My_3$, $Kh_1 \sim Kh_3$ の第 1, 第 2, 第 3 水準値の初期値を表-3 に示すように設定し、それぞれの水準値を用いて表-2 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、免震支承、橋脚、基礎構造の地震動による最大応答水平変位を求めた。

表-3 に示す初期水準値については、理論的には水準値間の差が一定値となるよう無作為に設定することができるが、本研究では、各設計変数の初期の水準値を既往の設計例を参考にして、以下のように設定した。

a) 免震支承の降伏荷重 Qdi の水準値

免震支承の降伏荷重 Qdi の水準値は、常時の温度変化などによる水平変位により免震支承が降伏することなく免震効果を十分に期待できる範囲で設定した。本研究では、支持する上部構造重量の最も小さい橋脚1および橋脚6の上部構造重量に着目し、その重量の10%, 20%, 30%を降伏荷重とするものを、それぞれ第1水準、第2水準および第3水準とした。

b) 橋脚の降伏曲げモーメント Myi の水準値

橋脚の降伏曲げモーメント Myi の水準値は、震度法レベルの地震動に対して安全である範囲で設定した。本研究では、5.(3)で述べたように橋軸方向の柱幅を2.5m、橋軸直角方向の柱幅を5.0mと一定にし、D25を2段配筋した場合の降伏曲げモーメントを第1水準、D29を2段配筋した場合の降伏曲げモーメントを第2水準、D32を2段配筋した場合の降伏曲げモーメントを第3水準とした。

c) 基礎-地盤系の水平バネ定数 Khi の水準値

基礎-地盤系の水平バネ定数 Khi の水準値については、5.(4)で述べたように橋軸直角方向の杭列数を3列で一定とし、杭径1000mmを用いて橋軸方向列数を2列、3列、4列とした場合の水平バネ定数をそれぞれ第1水準、第2水準および第3水準とした。

(3) 最大応答水平変位の推定式の導入および精度の検討

(2)で述べた Qdi , Myi および Khi の水準値を用いて、表-2 の直交表に示す各因子 (Qdi, Myi, Khi) の水準値の組み合わせについて非線形時刻歴応答解析

を行い、式(10)を用いて免震支承、橋脚、基礎構造の最大応答水平変位の推定式を導入した。例として図-6 に示す免震橋梁システムが、道路橋示方書¹⁾で規定されている標準加速度波形(タイプII地震動-Ⅱ種地盤-3, 兵庫県南部地震, 大阪ガス管供給所構内地盤上)の地震動を受けた場合の橋脚1の免震支承の最大応答変位の推定式を式(11)に示す。

$$\delta b1_{\max} = 34.86$$

$$\begin{aligned} & -5.06E^{-3}(Qd_1-980)-4.95E^{-6}\{(Qd_1-980)^2-1.600E^5\} \\ & -2.98E^{-3}(Qd_2-980)+9.32E^{-7}\{(Qd_2-980)^2-1.600E^5\} \\ & -1.99E^{-3}(Qd_3-980)+5.47E^{-7}\{(Qd_3-980)^2-1.600E^5\} \\ & +2.82E^{-4}(My_1-49000)-9.21E^{-8}\{(My_1-49000)^2-4.735E^7\} \\ & +2.81E^{-5}(My_2-49000)-2.00E^{-8}\{(My_2-49000)^2-4.735E^7\} \\ & +4.12E^{-5}(My_3-49000)-1.07E^{-8}\{(My_3-49000)^2-4.735E^7\} \\ & -3.21E^{-7}(Kh_1-2.171E^{-6})-5.17E^{-11}\{(Kh_1-2.171E^{-6})^2-3.495E^{11}\} \\ & -5.78E^{-7}(Kh_2-2.171E^{-6})+4.13E^{-11}\{(Kh_2-2.171E^{-6})^2-3.495E^{11}\} \\ & +1.23E^{-7}(Kh_3-2.171E^{-6})-8.61E^{-11}\{(Kh_3-2.171E^{-6})^2-3.495E^{11}\} \end{aligned} \quad (11)$$

表-4 は、表-2 に示す 27 通りの組み合わせについて、橋脚1の各構造要素に着目し、最大応答水平変位の解析(実験)値と推定式より得られる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、 δp_1 および δf_1 の解析値が小さな場合において10.0%を超える誤差もみられるが、ほとんどの実験(解析)例において、 δb_1 では0~3%の範囲、 δp_1 , δf_1 では0%~8%の範囲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、本章で述べた実験計画法の方法により、免震支承、橋脚、基礎構造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。

8. 最適設計問題の定式化および最適化手法

(1) 最適設計問題の定式化

7.で述べた方法により導入した免震支承、橋脚、基礎構造の最大応答水平変位 δb_i , δp_i , δf_i の推定式および6.で述べた考え方により設定したそれぞれの許容値を用いて、免震支承、橋脚、基礎構造の地震動による最大応答水平変位に関する制約条件を設定する。さらに5.で導入した目的関数 W を用いて、これを最小にする設計変数 Qdi, Myi, Khi を決定する最適設計問題を次のように定式化した。

表-4 橋脚1の各構造要素の最大応答水平変位 $\delta_{\max}$ の推定値と解析（実験）値の比較

実験番号 No.	支承の最大応答水平変位(δ_{bi})			橋脚の最大応答水平変位(δ_{pi})			基礎の最大応答水平変位(δ_{fi})		
	推定値 (cm)	解析値 (cm)	相対誤差* (%)	推定値 (cm)	解析値 (cm)	相対誤差* (%)	推定値 (cm)	解析値 (cm)	相対誤差* (%)
1	36.87	37.73	2.3	17.55	16.26	8.0	4.27	4.22	1.2
2	38.07	37.31	2.0	23.70	23.74	0.2	1.85	1.82	1.8
3	36.94	36.84	0.3	25.15	26.40	4.7	0.87	0.95	8.8
4	35.84	36.03	0.5	6.14	6.61	7.1	4.53	4.69	3.5
5	36.56	37.66	2.9	16.83	15.97	5.4	2.22	2.11	5.2
6	36.65	35.36	3.7	19.86	20.24	1.9	1.15	1.10	5.0
7	36.10	35.05	3.0	3.31	4.13	19.9	4.72	4.61	2.4
8	38.04	37.70	0.9	15.58	16.39	5.0	2.34	2.48	5.7
9	37.38	38.77	3.6	12.48	10.85	15.1	1.24	1.21	2.4
10	37.72	37.57	0.4	15.69	16.83	6.8	1.35	1.24	8.7
11	39.96	39.12	2.1	4.79	4.33	10.6	4.90	4.87	0.6
12	37.73	38.71	2.5	15.87	15.19	4.5	2.29	2.43	5.6
13	30.63	31.08	1.4	19.32	18.98	1.8	0.80	0.91	12.4
14	33.48	33.63	0.4	13.46	13.82	2.6	4.31	4.28	0.7
15	33.00	32.40	1.8	17.96	17.94	0.1	1.85	1.77	4.8
16	33.99	33.69	0.9	19.39	18.59	4.3	1.05	1.05	0.5
17	38.59	39.28	1.8	6.94	7.04	1.4	4.71	4.77	1.2
18	35.75	35.36	1.1	12.99	13.69	5.1	2.15	2.10	2.4
19	33.92	34.76	2.4	16.86	16.06	5.0	2.17	2.06	5.2
20	33.56	33.18	1.2	21.56	22.38	3.7	1.08	1.06	1.7
21	32.77	32.32	1.4	9.36	9.34	0.2	4.74	4.87	2.6
22	35.10	34.89	0.6	14.15	14.57	2.9	2.27	2.34	2.9
23	35.88	36.18	0.8	15.74	15.28	3.0	1.37	1.24	10.5
24	35.23	35.14	0.3	4.62	4.66	0.8	5.11	5.17	1.2
25	27.16	26.53	2.4	21.82	22.20	1.7	1.57	1.61	2.5
26	28.08	28.16	0.3	24.49	24.13	1.5	0.74	0.89	16.7
27	26.15	26.69	2.0	15.42	15.40	0.1	4.22	4.03	4.7

* 相対誤差 = |(推定値 - 解析値)| / 解析値 $\times 100$ (%)find $Qd_i, My_i, Kh_i \quad (i=1,2,3)$ which

$$\text{minimize} \quad w = 2 \sum_{i=1}^3 w_{bi}(Qd_i) + 2 \sum_{i=1}^3 w_{pi}(My_i) + 2 \sum_{i=1}^3 w_{fi}(Kh_i)$$

$$\begin{aligned} \text{subject to} \quad & g\delta b_i = \delta b_i(Qd, My, Kh) - \delta b_{a_i} \leq 0 \\ & g\delta p_i = \delta p_i(Qd, My, Kh) - \delta p_{a_i} \leq 0 \\ & g\delta f_i = \delta f_i(Qd, My, Kh) - \delta f_{a_i} \leq 0 \end{aligned} \quad (12)$$

$(i=1,2,3)$

(2)最適化アルゴリズム

式 (12) の最適設計問題を解く方法として、本研究では凸近似の概念および双対理論に基づく最適化アルゴリズム（以下凸近似双対法という）を用い、設計変数 $Qd_i, My_i, Kh_i \quad (i=1,2,3)$ の改良を繰り返すことによりその最適値を決定した。この最適化アルゴリズムの詳細については文献 7)～11) に詳しく述べているので参照されたい。

9. 最適設計例

2. ～ 8. で述べた最適設計過程により、図-6 に示す免震橋梁システムが大規模な地震動を受けた場合の最適設計例について述べる。本研究では大規模地震動の例として、道路橋示方書^りで規定されているタイプⅡの3個の標準加速度波形の中で、最大加速度が最も大きい兵庫県南部地震の大阪ガス葺合供給所構内地盤上の地震動を考慮することとした。なお道路橋示方書では、3波形の平均応答値を用いて設計することとしているが、この場合も、平均応答値を単一の地震動による応答値と同様の方法により取り扱うことにより、本論文で提案している最適設計過程により容易に最適解を求めることができる。

また凸近似双対法による最適化の過程では、設計変数の1回の改良における改良限度 (move limit) を20%に設定している。

(1) 許容水平変位

6. で述べたごとく、本研究では免震支承、橋脚、基礎構造の許容水平変位として、地震時保有水平耐力法で規定している許容水平変位を考慮することとしている。

免震支承の許容水平変位 δ_{bai} は、各橋脚に作用する死荷重反力の 10% を免震支承の降伏荷重として決定したゴム厚に 250% を乗じて算出した。本設計例では、各橋脚のゴム厚がいずれも 13.5cm 程度であったため、 δ_{bai} を 34.0cm とした。

橋脚の許容水平変位 δ_{pai} は、各橋脚の降伏変位に許容塑性率を乗じて算出した。本設計例では、各橋脚の許容水平変位 δ_{pai} は、死荷重反力の差による影響は小さくほぼ一定値となることを確認し、14.0cm と設定した。

基礎構造の許容水平変位 δ_{fi} は、震度法における許容水平変位の 2 倍の値を目安とし、かつ基礎構造、橋脚および免震支承の変位の和が 50.0cm 程度となるように設定した。本設計例では、 δ_{bai} 、 δ_{pai} の値を考慮し、各橋脚の基礎構造の許容水平変位 δ_{fi} を 3.0cm とした。

また本研究では、許容水平変位の大きさが設計変数の最適値および最小建設費にどのような影響を与えるかを検討するため、橋脚の許容水平変位 δ_{pai} を上記の設定値の近傍で変化させ、各設計条件に対する最適解の比較を行った。

(2) 最適設計法の信頼性の確認

本論文で提案した最適設計法および最適化アルゴリズムの信頼性を確認するため、各設計変数の異なった初期値から得られる最適解を比較し、同一の最適解が得られるか確認を行った。

免震支承の許容水平変位 δ_{bai} を 34.0cm、橋脚の許容水平変位 δ_{pai} を 14.0cm、基礎構造の許容水平変位 δ_{fi} を 3.0cm とし、各設計変数の初期値として表-3 の第 1 水準値、第 2 水準値および第 3 水準値を用いた場合の設計変数の最適値、最小建設費、反復改良回数、最適解における各構造要素の最大応答水平変位を表-5 に示す。この表から明らかなように、いずれの初期値に対しても全く同一の最適解が得られており、本研究で提案している最適設計法により、確実に全域的な最適解が得られることが明らかとなった。最適解においては、 δ 、 ϕ および g に関する制約条件が全てアクティブとなっている。また最適解を得るために必要とした設計変数の改良回数は、それぞれの初期値に対してわずかに 8 回、5 回、5 回であり、本研究で提案した設計法および

最適化アルゴリズムにより確実かつきわめて能率的に最適解を決定できることが明らかとなった。

なお、設計変数の改良過程で、改良値が各設計変数の第 1 水準あるいは第 3 水準の外側に大きく離れる場合には、各変位の最大応答曲面の推定の精度が悪くなり、正確に最大応答水平変位を推定することが出来ないことも考えられる。したがってこのような場合には、各設計変数の第 1、第 2、第 3 水準の値を設計変数の改良値を含む適当な範囲に設定し直し、その範囲における各変位の最大応答曲面を推定し直す必要がある。

(3) 最適解における各構造要素の断面諸元

表-5 に示す Q_{di} ($i=1,2,3$) の最適値に対応する各橋脚の免震支承の最適な鉛プラグ量は、鉛の降伏せん断応力度より求められる。また免震支承の最適な平面寸法は、各橋脚に作用する上部構造からの最大反力より決定される。

My_i ($i=1,2,3$) の最適値に対応する各橋脚の最適な鉄筋量と配置は、5. (3) および 7. (2) で述べたように、橋軸方向に 2 段配筋として使用する主鉄筋の直径と本数を変化させ、道路橋示方書¹⁾に示されている鉄筋コンクリート橋脚の降伏耐力の算定方法を用いて容易に求めることができる。

K_{hi} ($i=1,2,3$) の最適値に対応する各橋脚の杭基礎の直径および本数は、5. (4) で述べたように $\phi = 1000$ mm および $\phi = 1200$ mm の杭 1 本当たりの水平バネ定数より容易に求めることができる。

このようにして求めた表-5 に示す Q_{di} 、 My_i 、 K_{hi} ($i=1,2,3$) の最適値に対応する各橋脚の免震支承の最適な平面寸法と鉛量、橋脚の最適な断面寸法と鉄筋量、基礎構造の最適な杭径および杭本数を表-6 に示す。

(4) 最適解における $\delta_{\max}$ の推定値と解析値の比較

7. (3) で、実験計画法の方法により導入した最大応答水平変位の推定式により、精度よく最大変位を推定できることを確認しているが、ここでも (2) で求めた最適解における最大応答水平変位の推定値と 3. で述べた非線形時刻歴応答解析法による最大応答水平変位との比較を行った。表-7 にその結果を示す。

この表より明らかなように、最大応答水平変位の推定値と非線形時刻歴応答解析による最大応答水平変位の相対誤差は、 δ_{p2} において 9.6% の誤差もあるが、それ以外はほぼ 0%~6% の範囲の相対誤差となっており、7. で述べた実験計画法の方法によ

表-5 $\delta bai = 34.0 \text{ cm}$, $\delta pai = 14.0 \text{ cm}$, $\delta fai = 3.0 \text{ cm}$ とし、設計変数の初期値を変えた場合の最適解の比較

各設計変数の 初 期 値	支 承 (kN), (cm)			橋 脚 (kNm), (cm)			杭基礎 (kN/m), (cm)			建設費W (千円)	ITE*
	Qd1 $\delta b1$	Qd2 $\delta b2$	Qd3 $\delta b3$	My1 $\delta p1$	My2 $\delta p2$	My3 $\delta p3$	Kh1 $\delta f1$	Kh2 $\delta f2$	Kh3 $\delta f3$		
(第1水準値) Qd ⁰ =490(kN) My ⁰ =40572(kNm) Kh ⁰ =1.446E6(kN/m)	1055	1088	958	45608	46118	45441	1.83E+06	1.82E+06	1.83E+06	184626	8
(第2水準値) Qd ⁰ =980(kN) My ⁰ =49000(kNm) Kh ⁰ =2.171E6(kN/m)	1055	1088	959	45611	46130	45450	1.84E+06	1.82E+06	1.83E+06	184633	5
(第3水準値) Qd ⁰ =1470(kN) My ⁰ =57428(kNm) Kh ⁰ =2.896E6(kN/m)	1056	1087	958	45606	46127	45438	1.83E+06	1.82E+06	1.83E+06	184621	5

* 最適解を得るために要した設計変数の反復改良回数

表-6 $\delta bai = 34.0 \text{ cm}$, $\delta pai = 14.0 \text{ cm}$, $\delta fai = 3.0 \text{ cm}$ とした場合の最適解における各構造要素の断面諸元

	断 面 諸 元			
支 承 (P1)	平面寸法	60cm×60cm	鉛ブラグ	φ 90mm×4本
支 承 (P2)		65cm×65cm		φ 90mm×4本
支 承 (P3)		75cm×75cm		φ 85mm×4本
橋 脚 (P1)	断面寸法	軸2.5m×直5.0m	橋軸	D29-37本×2段
橋 脚 (P2)		軸2.5m×直5.0m	方向	D29-37本×2段
橋 脚 (P3)		軸2.5m×直5.0m	鉄筋	D29-37本×2段
杭基礎 (P1)	杭径	φ 1000mm×8本	or	φ 1200mm×6本
杭基礎 (P2)	および	φ 1000mm×8本	or	φ 1200mm×6本
杭基礎 (P3)	杭本数	φ 1000mm×8本	or	φ 1200mm×6本

表-7 $\delta bai = 34.0 \text{ cm}$, $\delta pai = 14.0 \text{ cm}$, $\delta fai = 3.0 \text{ cm}$ とした場合の最適解における最大応答水平変位の推定値と非線形時刻歴応答解析値との比較

		推定値 (cm)	解析値 (cm)	相対誤差* (%)
支 承	$\delta b1$	34.00	34.28	0.8
	$\delta b2$	34.00	34.34	1.0
	$\delta b3$	34.00	34.63	1.8
橋 脚	$\delta p1$	14.00	13.14	6.5
	$\delta p2$	14.00	12.77	9.6
	$\delta p3$	14.00	13.23	5.8
杭基礎	$\delta f1$	3.00	2.83	6.0
	$\delta f2$	3.00	2.91	3.1
	$\delta f3$	3.00	2.83	6.0

* |(推定値-解析値)/解析値|×100 (%)

表-8 $\delta bai = 34.0 \text{ cm}$, $\delta fai = 3.0 \text{ cm}$, $\delta pai = 16.0 \text{ cm}$, 14.0 cm , 12.0 cm とした場合の最適解の比較

設 計 例	①				②				③			
各設計変数の 初 期 値 (第2水準値) Qd ⁰ =980(kN) My ⁰ =49000(kNm) Kh ⁰ =2.171E6(kN/m)	$\delta bai = 34.0 \text{ cm}$ $\delta pai = 16.0 \text{ cm}$ $\delta fai = 3.0 \text{ cm}$				$\delta bai = 34.0 \text{ cm}$ $\delta pai = 14.0 \text{ cm}$ $\delta fai = 3.0 \text{ cm}$				$\delta bai = 34.0 \text{ cm}$ $\delta pai = 12.0 \text{ cm}$ $\delta fai = 3.0 \text{ cm}$			
	最適値 支 承 (kN)	最大応答 水平変位の 推定値 (cm)	降伏 震度 ¹⁾	最大応答 塑性率 ²⁾	最適値 支 承 (kN)	最大応答 水平変位の 推定値 (cm)	降伏 震度 ¹⁾	最大応答 塑性率 ²⁾	最適値 支 承 (kN)	最大応答 水平変位の 推定値 (cm)	降伏 震度 ¹⁾	最大応答 塑性率 ²⁾
	橋脚(kNm)				橋脚(kNm)				橋脚(kNm)			
	杭(kN/m)				杭(kN/m)				杭(kN/m)			
支 承 (P1)	1004	33.4	0.20	15.2	1055	34.0	0.22	14.7	1098	34.0	0.24	14.1
支 承 (P2)	908	33.2	0.18	16.7	1088	34.0	0.22	14.3	1421	34.0	0.29	10.9
支 承 (P3)	644	34.0	0.14	24.1	959	34.0	0.20	16.2	1415	33.5	0.28	10.8
橋 脚 (P1)	40876	16.0	0.38	3.86	45611	14.0	0.43	3.23	48041	12.0	0.48	2.71
橋 脚 (P2)	41425	16.0	0.39	3.84	46130	14.0	0.44	3.21	53006	12.0	0.50	2.61
橋 脚 (P3)	42150	16.0	0.42	3.81	45450	14.0	0.44	3.23	51005	12.0	0.48	2.65
杭基礎 (P1)	1.77E+06	3.00	—	—	1.84E+06	3.00	—	—	1.86E+06	3.00	—	—
杭基礎 (P2)	1.74E+06	3.00	—	—	1.82E+06	3.00	—	—	1.89E+06	3.00	—	—
杭基礎 (P3)	1.78E+06	3.00	—	—	1.83E+06	3.00	—	—	1.89E+06	3.00	—	—
建設費W (千円)	177745 (0.96)				184633 (1.00)				193736 (1.05)			
ITE (回)	5				5				5			

1) 各構造要素の降伏耐力をその要素より上部にある要素の分担重量で除した値

2) 各構造要素の最大応答水平変位を降伏変位で除した値

り導入した推定式により、精度よく最大応答水平変位を推定できることが確認できた。

(5) 橋脚の許容水平変位 δ_{pai} を変化した場合の最適解の比較

橋脚の許容水平変位 δ_{pai} を設定値 14.0cm の近傍で変化させ、各設計変数の最適値および最小建設費(目的関数値)がどのように変化するか検討を行った。

免震支承の許容水平変位 δ_{bai} を 34.0cm、基礎構造の許容水平変位 δ_{fa} を 3.0cm とし、かつ橋脚の許容水平変位 δ_{pai} を 16.0cm、14.0cm、12.0cm と変化した場合の設計変数 Q_{di} 、 My_i 、 Khi の最適値および最小建設費の比較を表-8 に示す。なお各設計変数の初期値として第2水準の値を用いている。

表-8 から明らかなように、いずれの設計条件に対する最適解も最大5回の繰返し改良により能率的に求められており、各制約条件の最適解においては、 δb 、 δp および δf に関する制約条件が全てアクティブとなっている。

橋脚の許容水平変位 δ_{pai} の変化による各設計変数の最適値の変化は、免震支承の Q_{di} の最適値において顕著に現れ、 $\delta_{pai} = 16.0\text{cm}$ の Q_{di} の最適値と比較して橋脚2で56%、橋脚3で120%増加している。一方、橋脚の My_i の最適値は最大28%の増加、基礎構造の Khi の最適値は最大9%の増加にとどまっている。また、最小建設費 W も $\delta_{pai} = 16.0\text{cm}$ の場合と比較して、 $\delta_{pai} = 14.0\text{cm}$ の場合4%、 $\delta_{pai} = 12.0\text{cm}$ の場合9%増加している。

これらの最適値の分布の変化を理論的に正確に説明するためには、さらに詳細な計算および検討が必要である。しかしこの設計例の比較から明らかなように、各構造要素の許容水平変位の設定値が異なることにより、各設計変数の最適値の大きさのみならず各橋脚への分布も大きく変化し、かつ建設費も大きな影響を受けることが明らかとなった。したがって、変位の制約条件の決定にあたっては、これらのことを十分に考慮する必要がある。このような設計Codeの最適化のためにも、本論文で提案している最適設計法はきわめて有用となるものである。

なお参考までに、通常の設計において、その設計値の妥当性を検討する場合に用いられている降伏震度、すなわち各構造要素の降伏耐力をその要素より上部にある要素の分担重量で除した値を各最適解について求めてみると、表-8 に示した3つの設計例において、各橋脚の免震支承の降伏震度は0.14～0.29の範囲、各橋脚の降伏震度は0.38～0.50の範囲に分布しており、実際の設計において十分適用で

きる値であると判断することができる。ここで、 δ_{pai} が 16.0cm、14.0cm、12.0cm と小さくなるに従い、各橋脚の免震支承の降伏震度と各橋脚の降伏震度はいずれも増加していることがわかる。また最大応答塑性率、すなわち各構造要素の最大応答変位を降伏変位で除した値については、3つの設計例において、各橋脚の免震支承の最大応答塑性率は10.8～24.1の範囲、各橋脚の最大応答塑性率は2.61～3.86の範囲に分布している。 δ_{pai} の変化による各構造要素の最大応答塑性率の変化は、 δ_{pai} が 16.0cm、14.0cm、12.0cm と小さくなるに従い、各橋脚の免震支承および橋脚断面の最大応答塑性率はいずれも減少している。

10. 結 論

本研究において、大規模地震を受け非線形動的挙動を示す橋梁システムの最適耐震設計を、非線形時刻歴応答解析法、実験計画法による最大応答水平変位の推定式の導入および凸近似双対法の最適化アルゴリズムを組み合わせて論理的に正確に、かつ効率的に行う方法を提案した。また免震支承を有する5径間連続桁橋の最適設計を行った結果を示し、その信頼性を確認するとともに、橋脚の許容水平変位を変化させた場合の検討を行った。本研究で得られた主な結論は次の通りである。

- (1) 本論文で提案した非線形時刻歴応答解析法、実験計画法および凸近似双対法を組み合わせた最適設計法により、大規模地震動を受け複雑な非線形動的挙動を示す橋梁構造物の各構造要素の特性値 Q_{di} 、 My_i 、 Khi の全域的な最適値を最大8回程度ときわめて少ない反復改良で決定できることが明らかとなった。
したがって、本論文で提案した最適設計法を実務設計に用いることにより、通常の耐震設計問題における煩雑で全体的な把握が困難となる問題点を全て解決し、きわめて容易かつ能率的に各構造要素の最適断面諸元を決定することができる。
- (2) 大規模地震を受け非線形動的挙動を示す橋梁システムの最適設計問題の定式化において、各構造要素の非線形動的特性を代表して示す特性値 Q_{di} 、 My_i 、 Khi を連続設計変数として考慮することにより、複雑な非線形動的挙動を取り扱う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。

また、本論文で提案した最適設計法により得られた Q_d, M_y, K_h の最適値より、免震支承、橋脚および基礎構造の最適な断面寸法、鉄筋量、杭本数および配置など実際の橋梁システムの設計に用いる各構造要素の最適な断面諸元を容易に決定することができる。

- (3) 実験計画法の方法を用いることにより、大規模地震を受ける多径間橋梁システムの非線形最大応答変位を、設計変数が4個までの場合には9回の非線形解析、設計変数が13個までの場合には27回の非線形解析を行うことにより効率的に推定することができる。また計算例で示した推定式の精度は、時には例外的に10%を超えることもあるが、全体としては最大6%程度の相対誤差であり、精度よく推定できることが明らかとなった。
- (4) 本論文で提案した方法により5径間連続桁橋の最適設計を行った結果から、各構造要素の許容水平変位 δ_a の設定値が変化すると、各設計変数の最適値、すなわち各橋脚への剛性配分も大きく変化し、かつ建設費も大きな影響を受けることが明らかとなった。したがって δ_a の決定にあたっては、これらのことを十分に考慮する必要がある。このような設計 Code の内容の最適化のためにも、本論文で提案している最適設計法はきわめて有用となると考えられる。

参考文献

- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，1996.12.
- (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3.
- (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－，1998.1.
- 板橋美保，川島一彦，庄司学：橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設計地震力の算定に及ぼす影響，土木学会論文集，No.619/I-47, pp.131-144, 1999.4.
- 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.
- 阿部雅人，藤野陽三：高架橋構造全体系の耐震性能の向上を考えたバンプ制震装置の最適化，土木学会論文集，No.605/I-45, pp.241-252, 1998.10.
- 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.
- Ohkubo, S. and Asai, K. : A hybrid optimal synthesis method for truss structures considering shape, material and sizing variables, *Int. J. for Num. Meth. in Engng.*, Vol.34, pp.839-851, 1992.
- 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.
- 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.
- 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.
- 柏村孝義，白鳥正樹，干強，国府田勲：実験計画法，数理計画法を用いた構造最適化，日本機械学会論文集（A編），62巻601号，pp.2180-2185, 1996.9.
- 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.
- Fleury, C. and Braibant, V. : Structural optimization ; A new dual method using mixed variables, *Int. J. for Num. Meth. in Engng.*, Vol.23, pp.409-428, 1986.
- 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.
- 矢部正明，川島一彦：杭基礎の非線形地震応答特性とプッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究，土木学会論文集，No.619/I-47, pp.91-109, 1999.4.
- R. I. スキナー，W. H. ロビンソン，G. H. マックベリー共著，川島一彦，北川良和 監訳：免震設計入門，鹿島出版会，1996.
- 田口玄一：実験計画法 第3版，丸善株式会社，1976.
- 安藤貞一 監修，朝尾正，二見良治，坂元保秀著：統計的方法の実践Ⅱ－実験計画法編－，共立出版株式会社，1996.

(2001. 3. 28 受付)

OPTIMAL DESIGN METHOD FOR SEISMIC-ISOLATION BRIDGE SYSTEMS SUBJECT TO HUGE EARTHQUAKES

Sadaji OHKUBO, Kenta TANAKA, Tomoaki WATANABE and Ryousuke YOSHITAKE

This paper proposes a rational and efficient optimal design method for seismic-isolation bridge systems which consists of superstructures, seismic-isolation bearings, piers and pile foundations subject to huge earthquakes. The special characteristic values for dynamic hysteresis of seismic-isolation bearings, piers and pile foundations are dealt with as the design variables, and the estimation formulas of the maximum horizontal displacements are introduced efficiently as the functions of design variables by using the experimental design method. The proposed optimal design method is applied to construction cost minimization problems of five-span continuous steel girder bridge systems and rigorousness, efficiency of the proposed design method are clarified by investigating the optimum solutions.