

愛媛大学工学部 フェロー 大久保 禎二 (株)長大 正 田中 賢太
鉄建建設株式会社 正 ○好竹 亮介 愛媛大学大学院 学 門田 圭司

1. まえがき

平成7年1月に発生した兵庫県南部地震以後、橋梁構造物の耐震設計法として、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設計が行われるようになってきている。しかし、大規模地震により非線形動的挙動をする橋梁システムの免震支承、橋脚、基礎工の各剛度など、橋梁各部の諸特性を建設費を最小にする見地から最適に決定する方法については、ほとんど研究が行われていないのが現状である。

本研究では、橋梁システムの免震支承の降伏荷重 Q_d 、橋脚の降伏曲げモーメント M_y 、杭基礎の水平バネ定数 K_h を橋梁各部の諸特性(設計変数)として考慮し、各設計変数と建設(製作)費との関係を導入する。次に「実験計画法による橋梁システムの非線形応答曲面の推定」で導入した免震支承、橋脚頂部、杭基礎頭部の最大相対応答水平変位 δ_{max} の推定式を用いて制約条件式群を導入し、橋梁システムの建設費を最小にする各設計変数の値を決定する最適耐震設計問題を定式化し、ラグランジュ関数を用いた凸近似双対法を用いて最適解を求める方法について述べる。

最適設計例として、「実験計画法による橋梁システムの非線形応答曲面の推定」で述べた単柱モデル及び5径間モデルの非線形最適耐震設計を行い、本研究で提案している最適設計法の信頼性及び効率性を明らかにした。

2. 橋梁システムの目的関数の設定

本研究の橋梁システムの最適設計問題では、免震支承の製作費、橋脚及び杭基礎の建設費の和を目的関数 W として考慮している。ここで、橋脚 i の免震支承の製作費 W_{bi} は Q_{di} の関数、橋脚 i の建設費 W_{pi} は M_{yi} の関数、橋脚 i の杭基礎の建設費 W_{fi} は K_{hi} の関数として以下のように導入した。

2.1 免震支承の降伏荷重 Q_d と製作費 W_b の関係

図1に、死荷重反力 $R_{di}=4500\text{kN}(i=1,6)$ 、 $5490\text{kN}(i=2,5)$ 、 $7150\text{kN}(i=3,4)$ の場合の免震支承の降伏荷重 Q_d と製作費 W_b の関係を示す。これらの関係より、降伏荷重 Q_d と制作費 W_b の関係は、いずれの橋脚についても、簡単な一次式で表現することができ、かつ、死荷重反力 R_d が増加するにしたがい、勾配も増加することがわかる。

2.2 橋脚の降伏曲げモーメント M_{yi} と建設費 W_{pi} の関係

一般に上部構造からの死荷重反力と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、本研究では断面寸法は一定値で与えられるものとした。図2に、死荷重反力 4500kN の橋脚P1・P6の橋軸方向の柱幅を 2.5m 、橋軸直角方向の柱幅を 5.0m とし、鉄筋量を変化させて得られる降伏曲げモーメント M_y と建設費 W_p の関係を示す。この図より、降伏曲げモーメント M_y と建設費 W_p は、簡単な一次式で表されることが明らかとなった。

2.3 杭基礎の水平バネ定数 K_{hi} と建設費 W_{fi} の関係式

本研究では、橋軸方向の地震力に着目しているため、橋軸直角方向の杭配置は3列で固定とし、杭径と橋軸方向の杭配置を変化させ、水平バネ定数と建設費との関係式を求めた。図3に、橋脚P1・P6において杭径を 100cm 、 120cm 、 150cm と変化させた場合について、橋軸方向の杭列数を2列、3列、4列と変化させて得られた水平バネ定数 K_h と建設費 W_f との関係を示す。図3より、いずれの杭径についても、 K_h と W_f の関係は簡単な一次式で表すことができ、 $\phi=100\text{cm}$ 、 120cm の杭基礎は同一

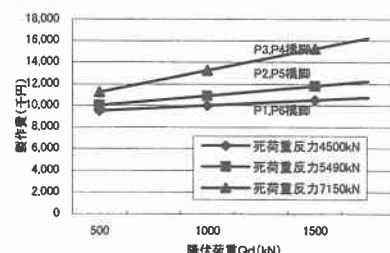


図1 免震支承の降伏荷重と製作費の関係

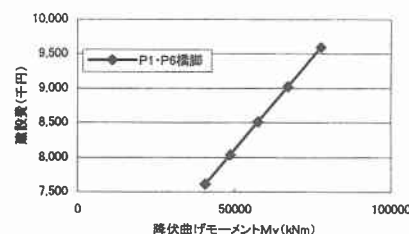


図2 橋脚の降伏曲げモーメントと建設費の関係

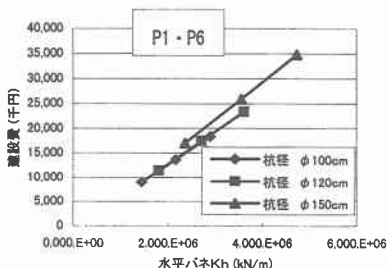


図3 杭基礎の水平バネ定数と建設費の関係

の $Kh-Wf$ 関係式で表されることが、かつ、 $\phi=150\text{cm}$ の杭基礎よりも経済的に建設できることが明らかとなった。これらのことより Kh と Wf の関係式として杭径100cmと120cmの場合を包括した関係式を用いることとした。

3. 橋梁システムの最適設計問題の定式化及び最適化手法

図-1および図-2に示す単柱モデルおよび5径間モデルについて、2.で導入した設計変数 (Qd 、 My 、 Kh) と目的関数、すなわち橋梁システムの全橋脚の総建設費の関係式、実験計画法により導入した免震支承、橋脚、杭基礎の最大相対応答水平変位 δb_{max} 、 δp_{max} 、 δf_{max} の推定式およびその許容値 $\delta b_{max,a}$ 、 $\delta p_{max,a}$ 、 $\delta f_{max,a}$ を用いて Qd 、 My 、 Kh の最適値を決定する最適設計問題を定式化した。次に、この最適設計問題を、ラグランジュ関数を用いた凸近似双対法により解き、改良解 $\overline{Qd}$ 、 $\overline{My}$ 、 $\overline{Kh}$ を決定した。この改良過程を繰り返し $\overline{Qd}$ 、 $\overline{My}$ 、 $\overline{Kh}$ および橋梁の建設費が一定値に収束した時点で最適解 Qd_{opt} 、 My_{opt} 、 Kh_{opt} が得られたものとした。

4. 最適設計例

4.1 単柱モデル 図-1に示す単柱モデルについて道路橋示方書で規定している3種類の入力地震波(波形1、2、3)を入力した場合のそれぞれの波形に対する最適な Qd 、 My 、 Kh を求めた。次に、波形1、2、3による最大相対応答水平変位を平均した値を δ_{max} として考慮した場合の最適解を求め、その結果を表-1に示す。ここで、各許容水平変位 $\delta_{max,a}$ の値は、道路橋示方書に規定されている値を基準として仮定している。4~8回の反復改良によりきわめて能率的に最適解を決定している。

4.2 5径間モデル 図-2に示す5径間モデルは、橋長220m(40m+40m+60m+40m+40m)の橋脚6基よりなる橋梁システムであり、橋脚1と6、2と5、3と4は同一の断面を有するものとし、橋脚1,2,3の $Qd1 \sim Qd3$ 、 $My1 \sim My3$ 、 $Kh1 \sim Kh3$ を設計変数として考慮した。入力地震波としては波形1、2、3のうち最大加速度が最大である波形3を考慮し Qd 、 My 、 Kh の最適解を求めた。その結果を表-2に示す。最適解は3~10回の反復改良によりきわめて能率的に決定することができた。また橋脚頂部の許容水平変位 $\delta p_{max,a}$ の値を、14cmを基準として $\pm 2\text{cm}$ (14%)変化させることにより、最小建設費はそれぞれ-3.9%および+4.8%変化している。

5. 結論

本研究で提案した実験計画法と凸近似双対法による最適化手法を組み合わせた最適耐震設計法により、大規模地震を受け非線形挙動を示す橋梁システムの任意の制約条件のもとでの各橋脚の免震支承のせん断バネ定数、橋脚の曲げ剛性及び杭基礎のバネ定数を、橋梁システム全体系を考慮して単柱モデルでは4~8回、5径間モデルでは3~10回の反復改良により、きわめて能率的に最適設計を行えることが明らかとなった。

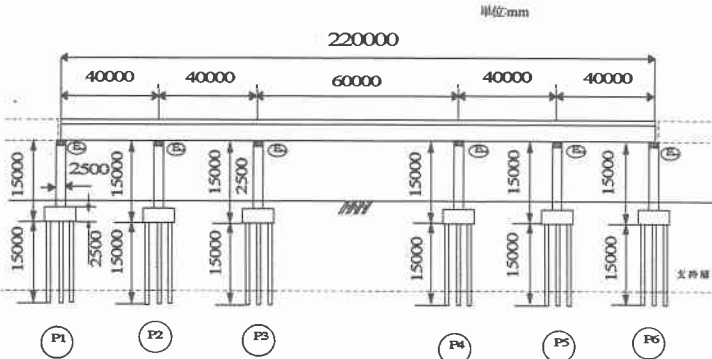
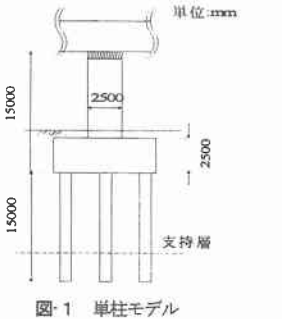


図-2 5径間モデル

表1 単柱モデル $\delta b_{max,a}=37.0\text{cm}$ 、 $\delta p_{max,a}=14.0\text{cm}$ 、 $\delta f_{max,a}=3.0\text{cm}$ の場合の最適解

許容水平変位 (cm)	入力地震動	免震支承 $Qd(\text{kN})$	橋脚 $My(\text{kNm})$	杭基礎 $Kh(\text{kN/m})$	建設費 $W(\text{千円})$	繰返し回数 dual
$\delta b_{max,a}=37.0$	加速度波形1	234	34653	1.63E+06	27018	8
	加速度波形2	785	44041	1.79E+06	29617	4
$\delta p_{max,a}=14.0$	加速度波形3	565	38142	1.72E+06	28420	5
$\delta f_{max,a}=3.0$	3波平均	570	38906	1.71E+06	28368	4

表2 5径間モデル $\delta b_{max,a}=34.0\text{cm}$ 、 $\delta p_{max,a}=16.0 \sim 12.0\text{cm}$ 、 $\delta f_{max,a}=3.0\text{cm}$ とした場合の最適解

δp_a	$Qd1(\text{kN})$	$Qd2(\text{kN})$	$Qd3(\text{kN})$	$My1(\text{kNm})$	$My2(\text{kNm})$	$My3(\text{kNm})$	$Kh1(\text{kN/m})$	$Kh2(\text{kN/m})$	$Kh3(\text{kN/m})$	建設費(千円)	繰返し回数
$\delta p_a=16.0\text{cm}$	10245	9269	6574	4170	4230	4300	1.80E+05	1.78E+05	1.85E+05	177744.78	5回
$\delta p_a=14.0\text{cm}$	107.73	110.90	97.77	4650	4710	4640	1.87E+05	1.85E+05	1.87E+05	184944.47	3回
$\delta p_a=12.0\text{cm}$	11200	145.03	144.41	4900	5410	5200	1.90E+05	1.93E+05	1.93E+05	193736.19	10回

参考文献) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書 V耐震設計編,1996、田口玄一：実験計画法 第3版、丸善,1976。